

Lecreulx 1774. Una memoria inédita sobre el colapso de estribos

Santiago Huerta

El presente estudio se refiere a la primera memoria sobre el colapso de estribos de fábrica, escrita por el ingeniero francés François Michel Lecreulx (1729B1812). La memoria, manuscrita, se conserva en la biblioteca de l'École des Ponts et Chaussées (Ms. 233, Tome 21), donde aparece fechada en 1774, y ha permanecido inédita. Lecreulx la escribe como resultado de los ensayos realizados durante el proyecto del puente de Fouchard. Este puente fue proyectado por Lecreulx en 1772, bajo la dirección de Jean de Voglie, discípulo de Perronet. Presenta tres arco iguales de 26 m (80 pies), rebajados a un décimo de la luz. Las pilas son de sección variable, presentando un espesor de 4,87 m en la base y 4,22 m a la altura de los arranques; la relación entre el espesor de la pila y la luz es, pues, aproximadamente de 1/6. Son esbeltas, pero se ajustan todavía al intervalo fijado por Alberti (Huerta 2004). Los estribos tienen 13,44 m (42 pies), es decir, algo más de la mitad de la luz.

La característica más novedosa del puente está en el rebajamiento de sus arcos: nunca antes se habían proyectado unos arcos tan rebajados. Como era bien sabido, los arcos rebajados empujaban mucho más que los habituales de medio punto y la memoria de Lecreulx está destinada a investigar las consecuencias de este mayor empuje en el proyecto de los estribos en los extremos del puente. La memoria tiene gran interés para la historia de la teoría de arcos, pues es la primera (y única por lo que sabemos) que se ocupa específicamente del cálculo de los estribos

de fábrica. Se ha reproducido íntegramente en un apéndice al final del presente artículo. Antes de pasar a estudiar su contenido, es preciso un breve resumen histórico de la teoría de arcos y estribos en el siglo XVIII.

EL CÁLCULO DE ARCOS Y ESTRIBOS EN EL SIGLO XVIII

La teoría científica de arcos y bóvedas de fábrica nace a finales del siglo XVII y se desarrolla, principalmente, durante el siglo XVIII. Existía desde mucho antes una teoría tradicional, basada en la observación y en un entendimiento de la esencia geométrica del proyecto de las fábricas.) Un arco, una vez descimbrado, empuja contra sus estribos y deben cumplirse dos condiciones: 1) el arco debe ser estable en sí mismo; 2) el estribo debe poder resistir el empuje del arco. La primera condición es relativamente fácil de cumplir: basta con asignar un espesor adecuado al arco, por ejemplo, una cierta fracción de la luz. Disponiendo adecuadamente los rellenos del arco puede, además, aumentarse sustancialmente su estabilidad. Hay información documental sobre el empleo de este tipo de reglas, al menos desde la Edad Media (Huerta 2004).

El problema de hallar el estribo para cualquier forma de arco es más complejo. Además, el fallo del arco o bóveda puede verse observando los movimientos durante el descimbramiento. Éste nunca se

hacía de una manera brusca: primero se bajaban ligeramente las cimbras, quizá en varias etapas (Alberti 1582). Un arco o bóveda inestable se movería y agrietaría de forma alarmante durante este proceso. De cualquier forma, una vez descimbrado, el sistema de contrarresto da seguridad a toda la obra y un fallo de los estribos conduce siempre a un fallo catastrófico. Para el proyecto de estribos también existían desde la antigüedad reglas de proporción.

La teoría científica trata de validar mediante las leyes de la estática y de la resistencia de materiales las proporciones de un determinado proyecto. En particular, si se imagina la estructura dividida en «arco» y «estribo», basta con conocer el empuje del primero para calcular el segundo. Así, la teoría de arcos ha ido encaminada, desde un principio, al cálculo de sus empujes. Conocidos éstos, el problema de la estabilidad de los estribos es «isostático», es decir, es posible calcular solamente con las leyes de la estática, el esfuerzo resultante en cualquier sección considerada. Este esfuerzo, para un material como la fábrica que no resiste tracciones, debe estar contenido dentro de la sección. El problema se simplifica todavía más si se considera el estribo monolítico, pues en este caso sólo se considera la situación del esfuerzo en la base.

En el siglo XVIII la teoría dominante es la enunciada por La Hire (1712). La Hire calcula el empuje del arco considerando la existencia de una junta de rotura entre los arranques y la clave, por la que necesariamente debe pasar el empuje; impone, además, la condición, «obvia», de que dicho empuje debe ser tangente al intradós en la junta de rotura (Heyman 2004). Para arcos simétricos, se consiguen de esta manera las tres condiciones que permiten calcular el empuje del arco. La Hire dejó indeterminada la posición de la junta de rotura. Bélidor (1729) la sitúa en la mitad del intradós y desplaza el empuje al centro de la sección. Más tarde, Perronet, hacia 1750, (Perronet y Chezy 1810) matiza la aplicación para el caso de arcos carpaneles de tres centros: la junta se produce en el punto de cambio de curvatura, en los arcos carpaneles de tres centros, y en el arranque en los arcos escarzanos. El empuje se sigue suponiendo tangente al intradós.

La teoría de La Hire es incorrecta y el empuje obtenido es superior al que se produciría durante el colapso. Esto conducía a un sobredimensionamiento de los estribos que, calculados para la situación de vuelco, presentaban en realidad un coeficiente geométri-

co de seguridad adecuado (esto se verá más adelante en relación con los ensayos de LeCreulx). Esto es, las proporciones obtenidas por el cálculo se parecían a las establecidas por las reglas del cálculo tradicional. Así, calcular científicamente tipos estructurales habituales no suponía ningún riesgo: si el resultado no concordaba con lo esperado, simplemente se realizaba un nuevo cálculo o se adoptaban los valores usuales. Los arquitectos e ingenieros estaban más interesados en obtener resultados seguros que en la pureza científica de sus teorías.

El problema surge cuando aparecen nuevos tipos estructurales, sobre los que no hay experiencia previa. Este es el caso de los puentes en arco rebajado que se empiezan a construir en Francia en la segunda mitad del siglo XVIII, principalmente siguiendo el enfoque de proyecto de Perronet. A principios del siglo XVIII los puentes se rebajaban, como mucho, al tercio (flecha = $1/3$ de la luz). Perronet propuso reducir la flecha hasta llegar en torno al $1/10$ de la luz. Los arcos rebajados son más estables y el problema se encuentra en los estribos. Por ejemplo, un ligero cedimiento de los estribos conducía, para este tipo de arcos, a descensos muy notables de la clave y Perronet dedicó una memoria a estudiar estos efectos. Otros ingenieros franceses estudiaron también este fenómeno, recogiendo minuciosamente sus observaciones en sus cuadernos de obra. En ocasiones, se llegó a producir el hundimiento del puente y Bruyère (1823) recoge uno de estos casos.

Había otro fenómeno que podía producirse: la fractura del propio estribo. En efecto, se podía haber calculado el estribo monolítico de acuerdo con la teoría de La Hire y, sin embargo, podía producirse el fallo por fractura del estribo. La memoria de LeCreulx es el primer estudio sobre este tipo de efectos. El estribo fracturado presentaba una resistencia mucho menor produciéndose el hundimiento. El estribo puede romperse de dos maneras: 1) por vuelco; el estribo al intentar girar alrededor de la arista exterior no puede movilizar toda su masa y una cuña queda en el suelo, produciéndose una superficie de fractura. 2) por deslizamiento; el empuje muy inclinado del arco produce el fallo por deslizamiento de la cabeza del estribo.

La primera forma de fractura se produce en estribos esbeltos y esta posibilidad ya fue observada por Gauthey. Este efecto puede reducir la resistencia del estribo en un 30–40%, y fue estudiado, sin llegar a

una solución correcta, por ejemplo por Navier. El ingeniero español Monasterio (ca. 1800), fue el primero en tratar de incorporar este fenómeno al estudio del sistema arco-estribo (Huerta y Foce 2003). La forma de la superficie de fractura ha sido descubierta recientemente (Ochsendorf, Hernando y Huerta 2003; Huerta 2004).

En el caso de los puentes rebajados de fábrica, los estribos no son esbeltos y prima el segundo modo de colapso. Por supuesto, el fenómeno era conocido por los constructores de épocas anteriores y se impedía el fallo por deslizamiento, bien disponiendo grandes masas de fábrica bien trabado, bien inclinando los lechos de la fábrica. Esta última solución es la más adecuada.

LOS ENSAYOS DE LECREULX

La teoría de La Hire no podía prever la fractura del estribo. Cuando la teoría resulta insuficiente se suele recurrir a la «experiencia». Para los ingenieros franceses del siglo XVIII el término «expérience» se refería tanto a la observación de construcciones existentes como a la realización de ensayos. En general, la observación de casos reales pareció bastar y Perrot fue capaz de dimensionar los estribos de sus puentes para que no fallaran. No obstante, Lecreulx ideó una serie de ensayos para justificar las medidas prácticas y, también, para intentar mejorar el proyectado de los estribos. Como se ha dicho, la memoria está inédita y hasta el momento ha pasado desapercibida; sólo hemos encontrado una cita escueta en el libro de Marrey (1990).

La memoria tiene el título «Sobre la naturaleza del empuje de las bóvedas formadas por un sólo arco de círculo, contra sus estribos, con experiencias sobre los efectos que se producen». En el original consultado no aparecen dibujos. No obstante, hay otros manuscritos en la Biblioteca de Ponts et Chaussées sobre el puente de Fouchard, que no hemos consultado; puede que en alguno de ellos se encuentren los dibujos originales. La memoria sin dibujos resulta imposible de entender. Recientemente descubrimos que los dibujos habían sido publicados, sin comentario alguno, en el libro de Bruyère de 1823. Este descubrimiento casual nos ha permitido realizar el presente estudio. La figura 1 reproduce la lámina de este libro dedicada al puente de Fouchard. Los ensayos se han

reproducido a mayor tamaño, para poder apreciar los detalles, en la figura 2, en la que, además, se han ordenado según las «experiencias» realizadas.

Toda la memoria está dedicada a discutir los resultados de los ensayos sobre un modelo a escala. Lecreulx el modelo en piedra de tufa, más fácil de tallar y más homogénea, sobre todo para piezas pequeñas, que la de Champigny, elegida para el puente: «on a choisi cette pierre pour le modele de préférence à celle de Champigny, tant parce qu'elle est plus facile à tailler, que parce qu'elle est plus homogène, surtout en petit volume». La piedra de tufa es más ligera, pero como se trata de establecer relaciones, afirma que el tipo de piedra es indiferente: «il n'est question que d'établir des rapports, on pourra également les appliquer ensuite à toute nature de pierre». La escala del modelo es de 14 líneas a una toesa, es decir, 14:864 ó, aproximadamente, 1:62. Por tanto, la luz de los arcos de los modelos es de unos 42 cm. Los arcos están montados sobre unas cimbras que pueden subirse o bajarse a voluntad. Como están divididos en tres dovelas. Al ceder los estribos, la grieta que debiera aparecer en la clave del trasdós, se produce de forma simétrica en las juntas de la dovela central. Esto reduce ligeramente el empuje respecto al real. La bóveda del modelo pesa, en su conjunto, 4 libras y 6 onzas (2,142 kg).

Primera experiencia

La bóveda apoya sobre dos estribos que tienen, a la izquierda, 18 pies 6 onzas y, a la derecha, 24 pies, al nivel de los arranques (Lecreulx da las medidas en la escala real), figura 2.1. Los estribos son monolíticos. Al descimbrar la bóveda se sostiene, pero basta añadir 4 onzas (120 g) de peso, 1/20 del peso de la bóveda, para que falle el estribo izquierdo. Efectivamente, como puede verse en la figura 3 (a), las proporciones del estribo son las de colapso, bajo el empuje mínimo de la bóveda. Lecreulx no disponía de la teoría para calcular este empuje (la noción fue introducida en Francia por Méry en 1840) y debió llegar a esta proporción mediante tanteos sucesivos.

Resulta interesante constatar que el espesor de 24 pies corresponde al que se obtendría aplicando la teoría de La Hire, figura 3 (b). El empuje de la bóveda, tangente al intradós en los arranques, produce un momento de vuelco resultado de multiplicar su mag-

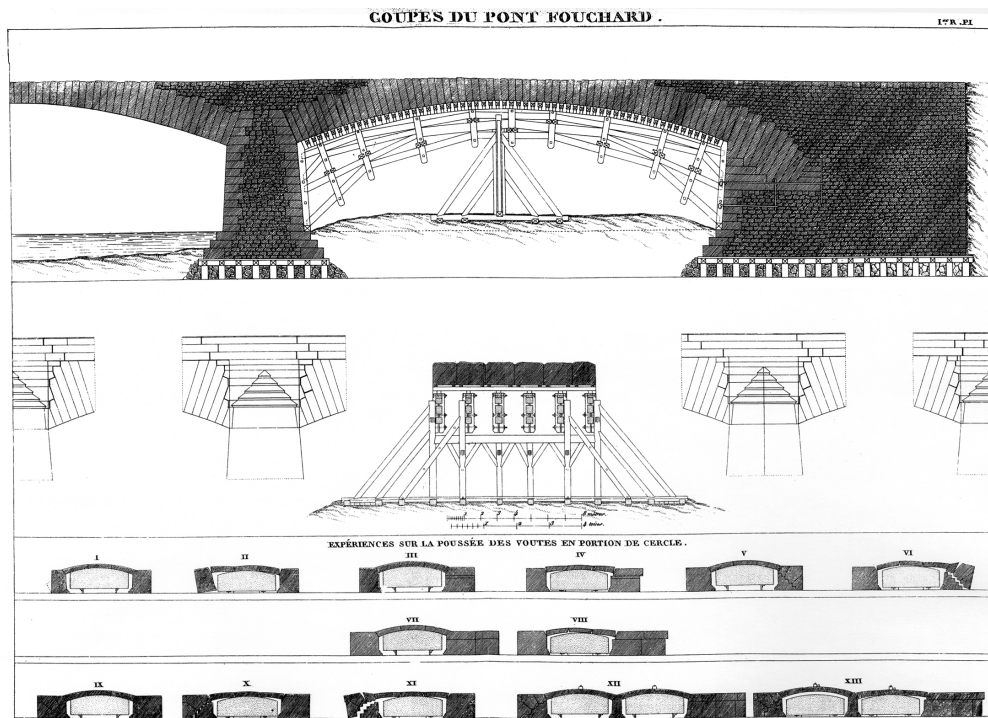


Figura 1

Lámina del tratado de Bruyère (1823) dedicada al puente de Fouchard. En la parte inferior se reproducen los ensayos de Lecreux, que se han reproducido en grande en la figura 4.

nitudo por el brazo de palanca; éste debe ser equilibrado por el momento de estabilidad suministrado por el peso. Por supuesto, el espesor de colapso corresponde al mínimo empuje de la bóveda, esto es, a la posición más peraltada de la línea de empujes. Como puede verse al comparar las figuras 3 (a) y 3 (b), la posición de la línea de empujes varía notablemente y el empuje de «La Hire» es un 65% mayor que el real de colapso. El estribo resultante se recrece en un 33% respecto al de colapso. La teoría de La Hire era incorrecta, pero conducía a un proyecto seguro.

A continuación Lecreux realiza ensayos para ver qué carga puntual en la clave podrían resistir unos estribos estables: un estribo de 21 pies 6 pulgadas, si se le impide deslizar, soportaría una carga en la clave de 19 onzas (580 g); el estribo (de La Hire) de 24 pies, soportaría una carga de 1 libra 8 onzas (734 g), hasta su fallo por deslizamiento en la base.

Inmediatamente, advierte que estas experiencias se han hecho para estribos monolíticos, lo que contradice la realidad («ce qui est contraire à l'état des choses»), pues deben ser considerados formados por hiladas horizontales de fábrica. Reconoce que estas hiladas estarán recibidas por un buen mortero, pero como los morteros pueden tardar en fraguar años, no se debe contar con su cohesión después del descimbramiento, cuando dice (erróneamente) que se produce el empuje más grande de las bóvedas («le moment qui suit le décinement, en étant toujours celui de la plus grande poussée des voûtes»). También señala que, una vez producido el fraguado las bóvedas formarán un sólido con los estribos y el empuje desaparecerá: «lorsque le mortier aura acquis la dureté de la pierre, une voûte en plein cintre pourroit être considérée comme formée d'un seul morceau, et sa poussée réduite à rien».¹ Pero se trata de indagar, precisamente, el empuje las bóvedas en el momento más desfavorable.

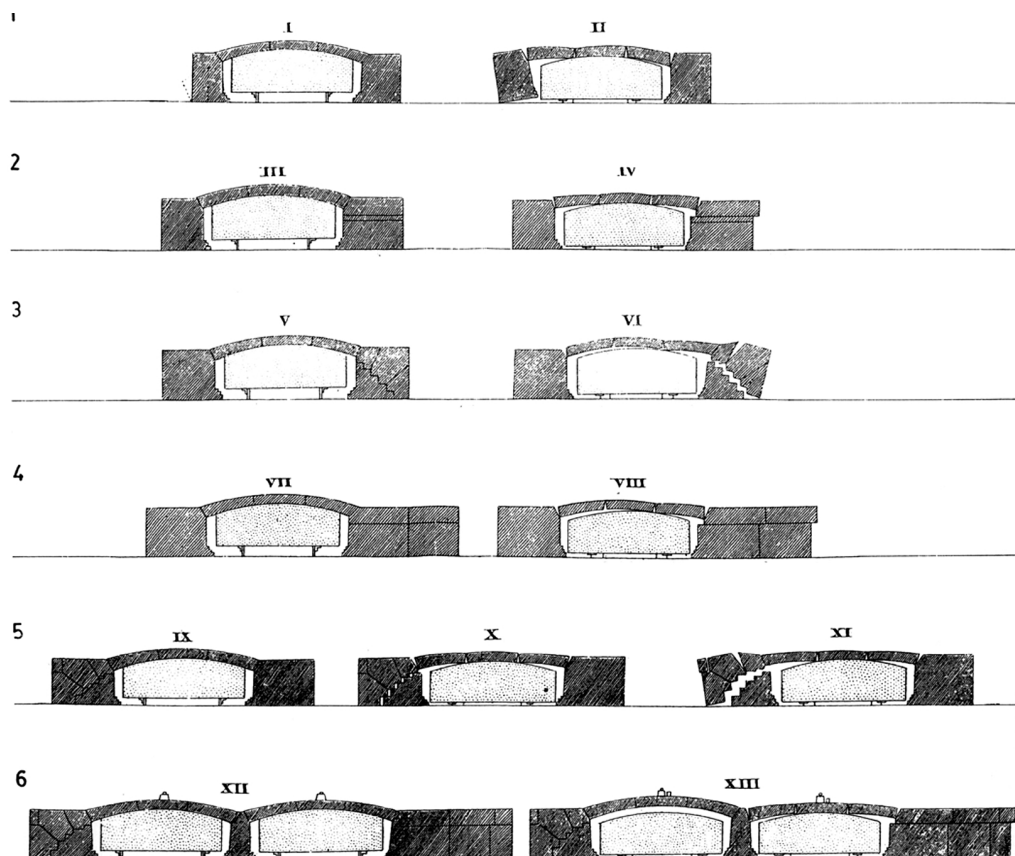


Figura 2

Ensayos de Lecreulx sobre la resistencia de los estribos. Lecreulx realizó seis experiencias, y los dibujos de la lámina de Bruyère se han reordenado de esta manera.

Segunda experiencia

La bóveda apoya en el lado izquierdo sobre el estribo de La Hire de 24 pies y, en el otro, sobre un estribo de 36 pies, compuesto de tres trozos, como puede verse en la figura 2.2. Tras el descimbramiento falla el estribo de 36 pies, por deslizamiento del trozo superior. En la figura 2 (c) se ha realizado un análisis y, como puede verse, en el plano superior el empuje forma un ángulo de 33° , del mismo orden que el ángulo de rozamiento típico entre piedras. Si las piedras están pulidas, como debió ser en este caso al dar forma a las pequeñas piezas del modelo, el ángulo de rozamiento puede ser inferior a 30° , lo que explicaría el colapso.

Tercera experiencia

En la tercera experiencia la bóveda apoya en un lado sobre un estribo monolítico de 32 pies y, en el otro, sobre un estribo también de 32 pies, dividido en 4 trozos, de los que, dice, 3 son «en coupe», esto es, presentan juntas más o menos radiales. Tras el descimbramiento, la bóveda se sostiene y hace falta añadir en la clave 10 onzas (305 g), $1/8$ del peso de la bóveda, para que se produzca el colapso como aparece en la figura 2.3.

Es obvio que la forma de colapso viene determinada por los cortes de división del estribo. ¿A qué obedecen estos cortes? Con seguridad, Lecreulx imita o

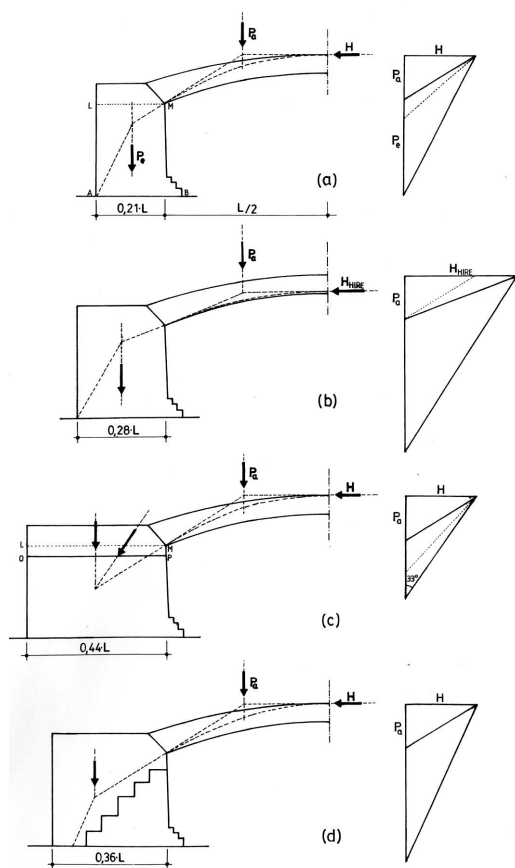


Figura 3

Análisis de estabilidad de algunos ensayos de Lecreux: (a) Estribo de colapso monolítico (exp. 1); (b) Estribo calculado para el empuje de La Hire (exp. 1); (c) Estribo calculado para el colapso por deslizamiento (exp. 2); (d) Estribo formado por piezas «en coupe», que imita la fractura por vuelco (exp. 3).

reproduce algún tipo de observaciones que no cita. De hecho, la figura se basa en el primer modo de fractura del estribo, citado más arriba. Al volcar el estribo, no siendo un monolito, se rompe y una cuña de fábrica queda en tierra. La primera observación sobre este modo de fractura aparece citada en Gauthey (1809): «La chûte d'un pont ne porrait guère arriver sans qu'il ne se fit quelques disjonctions dans ses culées». Se trataba de un hecho que debía ser

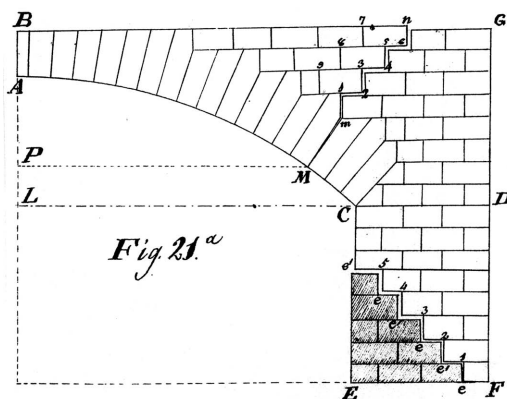


Figura 4

Fractura de un estribo en el colapso. Dibujo de Joaquín Monasterio, ca. 1800.

bien conocido por los ingenieros franceses de la segunda mitad del XVIII. El primero en reconocer la importancia teórica de este fenómeno fue el ingeniero español Joaquín Monasterio hacia 1800 (Huerta y Foce 2003), y en la figura 4 puede verse el modo de fallo por fractura del estribo. En este caso, la junta de rotura viene determinada por la forma de los bloques. Si éstos tienen una proporción de 1:2 la grieta se formaría, según Monasterio, a 45° .

Si se conoce la inclinación de la superficie de fractura, resulta muy sencillo, conocido el empuje, calcular el espesor del estribo. Para una inclinación de 45° , que es la supuesta por Lecreux y Monasterio, el estribo colapsaría para un espesor 21 pies, que supone una reducción del 38% del espesor del estribo de ensayo, figura 5 (a). La forma e inclinación de la fractura, puede calcularse para un estribo homogéneo de fábrica que no resiste tracciones: la fractura se demuestra recta y, con este dato, es posible calcular la inclinación y el espesor de colapso (Ochsendorf, Hernando y Huerta 2003). En esta situación, para la bóveda en cuestión, la fractura se forma a 35° y el espesor de colapso es de 19,2 pies, figura 5 (b).

Cuarta experiencia

Es análoga a la segunda. En esta ocasión, Lecreux parece interesado en averiguar cuál debe ser el espe-

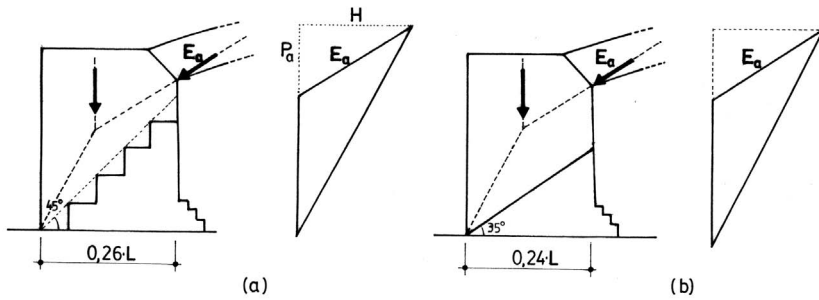


Figura 5

Cálculo del espesor límite de un estribo de fábrica con posibilidad de fractura por vuelco. (a) Suponiendo la grieta a 45° ; (b) situación exacta suponiendo la deformación plana de las juntas.

sor del estribo para que no se produzca el deslizamiento en cabeza. Para un estribo de 65 pies compuesto de cuatro trozos, figura 2.4, según cuenta, el estribo está a punto de deslizar, pues basta añadir sólo de 4 á 9 onzas para que falle por deslizamiento. Esto conduce a un ángulo de rozamiento entre las piezas de 24° . Este estribo tiene una proporción, desde luego, inusual, pues su espesor es del 80% de la luz. Lecreulx no hace ningún comentario al respecto, pero, desde luego, el resultado de este ensayo debió resultar preocupante y explica el interés en la solución «en coupe».

Quinta experiencia

Los estribos son de 36 pies y el derecho, está dividido en 5 trozos, 3 de ellos «en coupe». Tras el des-cimbramiento las bóveda se sostiene. Se añade peso

en la clave; al llegar a 14 onzas, 1/5 del peso de la bóveda, se produce el fallo, esta vez por deslizamiento de las piezas superiores. Lecreulx atribuye este fenómeno debido al poco rozamiento entre las piedras y la base de madera. Dispone un punto fijo para impedir el deslizamiento, pero no el vuelco, y, en esta situación, la carga en la clave alcanza las 3 libras 6 onzas, 3/4 del peso de la bóveda.

Sexta experiencia

En la sexta y última experiencia Lecreulx dispone dos bóvedas, con una pila central con la misma proporción que la especificada en el proyecto (ver más arriba). En el lado izquierdo el estribo es 36 pies «en coupe», como en la experiencia anterior; en el lado derecho, el estribo tiene 72 pies y está compuesto de seis trozos. El plano de fallo es el mismo que en las

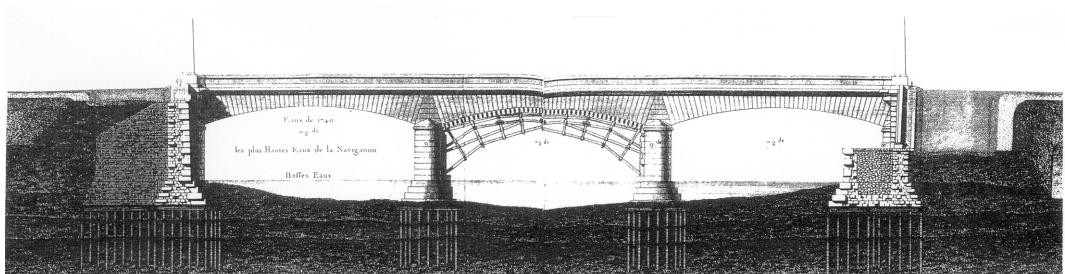


Figura 6

Sección constructiva del puente de Sainte Maxence. (Perronet 1788)

experiencias 2 y 4. Al descimbra las bóvedas se sostienen. Añade, ahora, peso en las claves de ambas bóvedas, pudiendo alcanzar las 6 onzas en cada una. Para 7 onzas se produce el fallo por deslizamiento. Este resultado debió resultar, de nuevo, muy preocupante. Aunque el estribo es considerablemente mayor que el de la experiencia 4, el colapso se produce prácticamente para la misma carga. Además, como señala justamente Lecreulx, el hundimiento de la bóveda derecha acarrearía el colapso de la bóveda izquierda, pues la pila, ahora sin el empuje de la bóveda, colapsaría.

La conclusión está clara: un estribo de 36 pies con sus piezas «en coupe» resiste mucho más (en una proporción de 1 á 9, si se mide por la capacidad de carga en la clave) que un estribo de 72 pies con las juntas horizontales.

CONCLUSIÓN

Lecreulx, a la vista de los resultados de sus experiencias, introduce una modificación en las disposición habitual de juntas horizontales para mejorar la situación respecto al deslizamiento. Prolonga la bóveda dentro del estribo hasta alcanzar, aproximadamente,

la mitad de su altura (véase el detalle del estribo en la figura 1). De esta manera, dice, al actuar el arco a la altura del centro de gravedad, se moviliza la práctica totalidad del peso del estribo, que no puede deslizarse. De hecho, el peso que impide el deslizamiento es sólo el que está por encima del arranque interior de la bóveda, esto es, algo más de la mitad del peso total del estribo. En esta situación, un coeficiente de rozamiento de 0,40, equivalente a un ángulo de rozamiento de 22°, bastaría para dar seguridad al estribo. El valor es suficientemente bajo como para que la fábrica lo pueda alcanzar, incluso justo después del descimbramiento, con los morteros todavía sin fraguar.

En realidad, el rozamiento entre dos hiladas de una mampostería en seco o con mortero sin fraguar, debe ser bastante superior al de contacto entre dos superficies pulidas de la misma piedra, si bien no tengo noticia de que se hayan hecho nunca ensayos de este tipo. Si esto fuera cierto, explicaría la ausencia de colapsos catastróficos en la construcción de este tipo de puentes muy rebajados cuyos estribos, al parecer, se construyeron por hiladas horizontales, como aparece en el detalle del estribo del puente de Sainte Maxence de Perronet (1788), figura 6, que presenta exactamente la misma relación estribo-luz que el puente de Fouchard.

APÉNDICE

Mémoire sur la nature de la poussée des voûtes, formées d'un seul arc de cercle, contre les culees, contenant des expériences sur les effets qui en resultent

Il est évident que dans les voûtes dont il s'agit, chacune des piles étant également pressée de part et d'autre, et restant en équilibre entre ces deux pressions n'éprouvent aucune poussée mais leurs fonctions se réduisent à supporter chacune le poids de deux demi-voûtes; c'est pour quoi, lorsque la pierre est de bonne qualité, leur épaisseur est beaucoup plus que suffisante pour porter le poids des voûtes. Dans le pont que l'on construit où les arches ont chacune 80 pieds, et les piles 12 pieds au dessus des retraites, réduites à 9 pieds 4 pouces à la naissance, on est convaincu qu'avec la qualité de la pierre de Champigny, dont on se sert, qui pese environ 180^l le pied cube, les piles sont en état de supporter des arches plus de trois fois plus grandes surtout avec l'attention de ne pas faire les joints des lits excessivement petits, et de les laisser ouverts, pour ne point laisser pincer les arêtes; de sorte que les précautions doivent se borner à bien assurer les fondations, pour que l'assiette soit inébranlable et à l'abri des affouillemens; c'est pour quoi, après s'être bien assuré de la nature et qualité du terrain, et s'être établi sur un pilotage bien battu au refus, l'on a observé au dessus des eaux trois larges retraites, d'un pied chacune.

La poussée des voûtes agissant principalement sur les culées, on a cru de la dernière importance de réfléchir sur les effets qui en peuvent resulter; et quoique le théorie les fasse aisément prévoir, comme elle est souvent appuyée sur des hypothèses qui ne sont pas toujours conformes à la nature, l'on a crû qu'il étoit important de s'assurer des résultats par de nouvelles expériences que l'on a tenté et que d'autres pourront perfectionner.

Pour y parvenir on a fait un modele du Pont Fouchard sur une échelle de 14 lignes par toise, exactement conforme aux dimensions du project: on a retranché les ornemens des têtes du pont à fin de rendre les effets plus uniformes; de sorte que l'élévation ressemble à une coupe du dit pont, prise sur la longueur, à la quelle on a donné, suivant l'échelle, une épaisseur égale de 19 pieds 26 pouces: Ce modele est fait en pierre tendre de Tuffeau autrement dit Bourré: on a choisi cette pierre pour le modele de préférence à celle de Champigny, tant parce qu'elle est plus facile à tailler, que parce qu'elle est plus homogène, surtout en petit volume; et comme il n'est question que d'établir des rapports, on pourra également les appliquer ensuite à toute nature de pierre.

Nota. Il est facile de reconnoître que les voûtes dont est question agissent différemment sur les culées, suivant que la portion d'arc de cercle contient un plus grand ou un moindre nombre de degrés. Dans le cas dont il s'agit ici, les voûtes sont décrites à l'intrados par un rayon de 108 pieds, comprenant un arc de 44 degrés 42 minutes; ce qui donne à la corde mesurée à la naissance 82 pieds 1 pouce 6 lignes, en égard au talud des pie-droits des piles et culées; par ce moyen la montée de l'arc se trouve de 8 pieds, 1 pouce, 4 lignes; et le developpement du dit arc 84 pieds, 3 pouces, 9 lignes, 10 points, suivant le calcul.

Pour faire les experiences cy après, les voutes sont posées sur des cintres que l'on leve ou que l'on baisse à volonté, et de façon à causer aux voûtes le moins de mouvement qu'il est possible, cy décrivant. Les figures sont faites sur une échelle qui est le tiers de celle du modele.

Première Experience

On suppose une voûte des dimensions susdites, soutenue, d'une part par une culée de 24 pieds d'épaisseur au dessus des retraites; et de l'autre par une autre culée de 18 pieds, 6 pouces d'épaisseur au dessus des mêmes retraites, posée sur des cintres, qui sont disposés pour s'abaisser ou se relever à volonté; toutes les parties de la voûte dans le modele pesoient ensemble 4 livres 6 onces. On suppose aussi les culées faites d'une seule piece et homogenes.

EFFETS: Lors qu'on abaisse les cintres la voute se soutient: la culée de 18 pieds, 6 pouces d'épaisseur au dessus des retraites suffit pour l'équilibre mais 3 ou 4 onces de charge sur son milieu; c'est à dire environ la 20^e partie de son poids, la font écrouler; et elle prend, en écoutant la figure que l'on voit. On a éprouvé qu'une culée d'un pied moins épaisse ne pouvoit soutenir l'équilibre.

On voit, en observant l'effet, que l'effort de la voûte se partageant sur les deux culées, la portion de voûte qui agit contre la culée AEB, la pousse dans la direction EB, que le mouvement se faisant a lors au tour du point A, l'effort de la voûte a pour bras le levier AD déterminé par la distance de la direction du centre de gravité de la culée, au point d'appuy A. La quelle hypothèse a été employée, par divers auteurs, pour base de la théorie, et des calculs qu'ils ont donnés; mais il faut, pour ce cas que la culée puisse être supposée d'une seule piece sans des unions et l'on verra par la suite que les effets sont fort differents quand les culées sont composées d'une grande quantité de parties.

Si l'on avoit donné 21 pieds, 6 pouces d'épaisseur au dessus des retraites à la culée la plus foible, toujours supposée d'une seule piece; et si on l'empêchoit de gliser sur la platte-forme, a lors la voûte pourroit porter sur sonmilieu 19 onces, avant de renverser; mais elle a de la peine à resister à la poussée, sans glisser sur la platte-forme; de sorte que l'effort de la voûte agit dans ce cas, plus fortement pour faire glisser cette culée, que pour la renverser. Si la même culée avoit 24 pieds d'épaisseur, la voûte porteroit, avant d'écrouler 1 Livre 8 onces, et alors la culée ne renverseroit pas; mais glisseroit sur la platte-forme.

Nous avons supposé dans l'experience précédente que les culées étoient faites d'un seul morceau, ce qui est contraire à l'état des choses: on doit les regarder au contraire, comme composées d'assises horizontales. Il est bien vrai que les assises étant scellées avec mortier, elles ont entr'elles une adhésion qui augmente par laps de tems; mais les mortiers sont longs à secher dans l'interieur des grosses maçonneries, et quoique la consistance du bon mortier augmente jusqu'à devenir plus dure que la pierre; il faut des siècles pour qu'ils

acquierent cette dureté. Tout le monde sait aujourd'hui que c'est le tems qui a donné de la réputation au mortier des anciens Romains qui n'employoit pas d'autres élémens que nous; C'est pour quoi, si l'on a tant de facilité à démolir les grosses maçonneries faites avec le meilleur mortier, lors qu'elles n'ont que deux ou trois ans; s'il est vrai, comme on l'assure, que l'on trouve encore alors dans le milieu des grosses masses, des mortiers humides; peut être paroitra-t-il prudent dans le calcul, d'avoir peu d'égard à l'adhésion des mortiers dans la resistance des culées contre la poussée des voûtes: vû, d'ailleurs, qu'il reste une autre considération qui peut compenser ce que l'on néglige sur l'adhérence des mortiers: c'est que nous avons supposé dans nos experiences, que les culées étoient homogenes avec les voûtes; cependant, on fait le corps entier des voûtes en pierre de taille dure tandis qu'il n'y a que les parements des culées qui soient pareillement en pierre de taille; le reste devant être fait en fort libag et moëlon qui laisse beaucoup plus de vuide pour le mortier; il est évident que ces derniers especes de maçonnerie pesent moins que celle en pierre de taille; et dans ce cas, la resistance de la culée se trouveroit au dessous de l'experience, sans l'adhésion des mortiers que l'on a négligé.

On ajoutera encore que le moment qui suit le décentrement, en étant toujours celui de la plus grande poussée des voûtes, son effet doit diminuer de jour en jour, à mesure que les mortiers prennent de la consistance; de sorte, qu'après des siècles, lorsque le mortier aura acquis la dureté de la pierre, une voûte en plein cintre pourroit être considérée comme formée d'un seul morceau, et sa poussée reduite à rien.

Mais, comme il est question ici, de considerer l'effet de la poussée des arcs de cercle, dans le moment le plus désavantageux on va suivre les effets des experiences cy après.

Deuxième Experience

La même voûte que desus, posée sur les cintres est appuyée d'une part par une culée de 24 pieds d'épaisseur au dessus des retraites, faite d'un seul morceau; de l'autre part, soutenue par une culée de 36 pieds d'épaisseur de même au dessus des retraites, faite de trois morceaux; savoir, une piece inferieure, coupée horizontalement, à 12 pieds 6 pouces au dessus des dites retraites; ensuite une assise horizontale de deux pieds; et en fin un morceau superieur de dix pieds de hauteur, terminé de même horizontalement, et qui peut équivaloir à 8 à 9 assises contre les quelles la voûte s'appuye.

EFFETS: Aussitôt le décentrement, la culée de 24 pieds reste fixe, et la partie superieure de la culée de 36 pieds glisse horizontalement, et la voûte écroule en prenant la forme decrite par la figure.

Nota. Soit que la partie OB soit d'une seule piece, ou soit composée de plusieurs assises horizontales l'effet est le même: et lorsque la partie superieure glisse les assises inferieures ne font aucune mouvement.

Troisième Experience

On suppose la même voûte, posée sur les cintres, appuyée d'une part, par une culée de 32 pieds au dessus des retraites d'un seul morceau, servant de point fixe: Et de l'autre part, par une culée de 32 pieds, composée de 4 pieces, dont 3 sont en coupe.

EFFETS: Après le décentrement, la culée de plusieurs morceaux resiste ainsi que celle d'une piece; et la voûte se soutient: elle porte 9 onces, sans tomber; c'est à dire, le 8^e. de son propre poids; et elle

n'écroule qu'avec 10 onces. La figure 3 fais voir l'effet, lors de l'écroulement.

Quatrième Experience

La même voûte étant sur les cintres, on suppose d'une part une culée de 36 pieds au dessus des retraites, d'un seul morceau, servant de point fixe: et de l'autre une culée de 65 pieds d'épaisseur mesurés de même au dessus des retraites; mais formée de 4 morceaux, suivant la figure où l'on voit que les deux parties superieures ont alors ensemble 62 pieds 6 pouces de longueur, reduite.

PRÉMIER EFFET: Au moment où l'on commence le décentrement, l'effort de la voûte pressant le joint ef dans la direction de AO, la pression peut se decomposer dans les deux forces OD et BD; ou la force BD verticale est detruite par le plan superieur: et la force BD, horizontale, située dans la direction du centre de gravité des portions superieures de la culée, tend à les faire glisser: En fin se fait, au premier moment, un petit mouvement: la cléf baisse un peu, le joint s'oeuvre en f; et la voûte ne presse plus qu'en E; et comme elle a alors moins d'avantage pour continuer à fire glisser les parties superieures, elle s'arrête.

DEUXIEME EFFET: On achève la décentration, et la voûte se soutient; mais aussitôt qu'on la charge de 4 à 9 onces, elle écroule conformément à la figure.

Cinquième Experience

La même voûte posée sur les cintres et appuyée d'une part contre une culée de 36 pieds d'épaisseur au dessus des retraites, d'un seul morceau, servant de point fixe: Et de l'autre par une culée aussi, de 36 pieds; mais formée de 5 morceaux

EFFET PRÉMIER: Après le décentrement, la voûte se soutient: on la charge de plusieurs petits poids successivement, et elle porte 14 onces; c'est à dire le cinquième de son poids: Ensuite la partie de derrière glisse; et la voûte s'écroule, suivant l'effet décrit dans la figure.

Nota. Il faut éviter de faire ces experiences sur des planches nouvellement corroyées et polûs au Rabau. Il faudroit même, a fin que les circonférences du Frottement fussent femblables à l'experience cy dessus, où l'on a fait glisser une portion de culée, que dans le cas present la culée glissât sur de la pierre; néanmoins on s'est contenté de faire cette cinquième experience, sur une vieille table de niveau; mais dont la surface étoit médiocrement unie.

DEUXIEME EFFET: On a mis derriere la culée faite de plusieurs pièces, un point fixe capable de l'empêcher de glisser sur la platte forme sans nuire à son renversement: Et après avoir decintré, on a chargé la voûte de plusieurs poids; et elle a porté, avant dérouler 3 livres 6 onces: c'est à dire, une charge de plus de trois quarts de son poids.

Sixième Experience

On suppose deux voutes semblables à celle cy dessus, séparées par une pile, des dimensions sus dites de proyet. Les deux voûtes posées

sur les cintres, sont appuyées l'une contre une culée de 72 pieds d'épaisseur, en six morceaux, posés horizontalement: Et l'autre, contre une culée de 36 pieds composée, comme dans la précédente experience de cinq morceaux; mais en liberté de glisser sur la platte forme.

PRÉMIER EFFET: On baisse ensemble les cintres des deux voûtes: et elles se soutiennent: ensuite on charge ensemble ces deux voûtes, avec des petits poids égaux: on met d'abord 4 onces sur le milieu de chaque voûte; puis on ajoute deux onces sur chacune; Et les voûtes sont en équilibre et prêtes à écrouler.

DEUXIEME EFFET: On ajoute une once sur chaque voûte; ce qui fait en total 14 onces sur les deux voûtes: alors la partie superieure de la culée de 72 pieds glisse; et une des voûtes s'écroule: Et la voûte qui répond à la culée en coupe reste en place.

Nota 11. Le poids de la portion glissante étoit d'environ 6 livres: et la moitié de la voûte pesoit 2 livres, 3 onces.

Nota 21. Il est évident que, si les cintres, après l'écroulement n'avoient pas appuyé les morceaux de la voûte écroulée qui butoient encore contre la pile elle n'auroit pû, seule, en soutenir la poussée.

On voit aussi que, dans l'hypothese dont il s'agit une culée de 36 pieds dont les parties sont en coupe; resiste plus qu'une culée de 72 pieds dont les assises sont horizontales, quoiqu'on ait pris le cas la plus désavantageux qui est celui ou la culée de 36 pieds a la liberté de glisser sur la platte forme; néanmoins, on ne peut disconvenir qu'un modele n'ait plus de facilité à glisser sur une table, qu'un culée sur la platte forme, toutes considerations faites et l'on a vû cy dessus qu'en l'empêchant de glisser, la culée en coupe portoit la voûte avec une chargue de 54 onces sur son milieu.

On croit devoir prévenir que toutes les experiences cy dessus ont été faites et repetées souvent devant plusieurs personnes, et notamment devant M. De Voglie, M. Le Grand et M.Benoit, élèves; ainsi que plusieurs entrepreneurs des Ponts et Chaussées; et que les resultats ont été les mêmes, ou avec des differences très petites.

On avoit médité, pour completer les observations, dont les cas cy dessus, paroissent susceptibles, d'entre prendre dans un ordre déterminé des experiences que l'on auroit suivi pendant quelques années dans un ordre détermine et qui auroient pû par la suite être continuées par quelques autres qui y auroient pris le même intérêt.

Pour resumer, on voit par les resultat des experiences cy dessus, que les voûtes faites d'une portion de cercle, ont une action horizontale très considerable contre les culées; et qu'en détournant cette action, et en la dirigeant vers la platte forme, on oppose une masse plus considerable a l'action: et l'on augmente, la resistance des culées; et qu'il y auroit aussi à gagner en empêchant les assises de glisser.

La culée du Pont Fouchard, à Tours, a trente dix pieds d'épaisseur au dessus des retraites, et avec les contreforts ajoutés par l'avis de M. Perronet, de 42 pieds, et les assises de la voûte doivent être prolongées en coupe dans l'intérieur des culées, sur douze pieds de developpment, suivant le dévis; ce qui les fait arriver à peu près au centre de gravité des dites culées; moyenant quoy, l'on se croit suffisamment autorisé à établir, que ces culées resisteront avec toute leurs masse, et seront plus que suffisantes pour soutenir la poussée des voûtes de ce Pont.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Antonio de las Casas la obtención de una copia de la memoria original a través de la biblioteca del CEHOPU, cuando él era gerente de dicha institución, y a Rosa Senent la realización de la transcripción diplomática del documento.

NOTAS

1. Esta última mención recoge uno de los deseos más feroces de los ingenieros del siglo siguiente: el monolitismo y, como consecuencia, la ausencia de empujes. Por supuesto, se trata de una fantasía y las bóvedas de fábrica se agrietan y empujan. Hubo que esperar al invento del hormigón armado para satisfacer este anhelo centenario. La misma idea aparece en el contexto de la teoría sobre las bóvedas tabicadas (Huerta 2003).

LISTA DE REFERENCIAS

- Alberti, León Baptista. 1582. *Los Diez Libros de Arquitectura de León Baptista Alberto. Traduzidos de Latín en Romance*. [por Francisco Lozano] Madrid: Casa de Alonso Gómez.
- Bruyère, L. 1823. *Etudes relatives à l'art des constructions*. París.
- Gauthey, E. M. 1809–1813. *Traité de la construction des ponts . . . Publié par M. Navier*. París: Firmin Didot.
- Heyman, J. 2004. *Análisis de estructuras. Un estudio histórico*. Madrid: Instituto Juan de Herrera. (Trad. de la ed. inglesa: *Structural analysis: a historical approach*. Cambridge: Cambridge University Press, 1998.)
- Huerta, S. 2003. The mechanics of timber vaults: a historical outline. En *Essays in the History of Mechanics*, editado por Antonio Becchi, Massimo Corradi, Federico Focé y Orietta Pedemonte, 89–133. Basel: Birkhäuser.
- Huerta, S. y F. Focé. 2003. Vault theory in Spain between XVIIIth and XIXth century: Monasterio's unpublished manuscript 'Nueva Teórica de las Bóvedas.' En *Proc. of the First International Congress on Construction History (Madrid 20th–24th January 2003)*, editado por Santiago Huerta, 1155–66. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Huerta, S. 2004. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Marrey, B. 1990. *Les ponts modernes: 18e–19e siècles*. París: Picard.
- Méry, E. 1840. Mémoire sur l'équilibre des voûtes en berceau. *Annales des Ponts et Chaussées*. 50–70, láms. 133–134.
- Ochsendorf, J. A., J. I. Hernando y S. Huerta. 2003. Análisis a rotura de estribos de fábrica. *Revista de Obras Públicas*. 150: 27–42.
- Perronet, J. R. 1777. Mémoire sur la réduction de l'épaisseur des piles et sur la courbure qu'il convient de donner aux voûtes, le tout pour que l'eau puisse passer plus librement sous les ponts. *Mémoires de l'Académie Royale des Sciences*. 853–64.
- Perronet, J. R. 1788. *Ses Oeuvres*. París: Didot.
- Perronet, J. R. y Chezy. 1810. Formule générale pour déterminer l'épaisseur des piles et culées des arches des ponts, soit qu'elles soient en plein cintre ou surbaissées. En *Recueil de divers mémoires . . .*, editado por P. Lesage, 2: 243–273. París: Firmin Didot.